

京都大学防災研究所 正員 石原安雄, 佐藤工業 則武 俊

1. はじめに

河川流域内のある地点における洪水は、それより上流の流域に降った大雨が河谷に流出し、河道系において合流・流下した結果であるといふまでもない。こうした流出過程において、河道系は平均化の役割をすることは、従来から経験的に知られており、また最近では理論的にも証明されている¹⁾。このことは、最大洪水流量が大雨の時空間分布によって決まるとはいえ、上流ほど降雨の大きさに忠実に対応し、下流ほど河道系のもつ平均化の効果がまいて応答が鈍感になることを示唆するものである。すなわち、年最大洪水流量の確率密度関数と考えると、上流ほど変動係数 (coefficient of variation) が大となることが予想される。ところで、治水の安全性という観点からみると、この変動係数の大小によって治水方式を多少変えた方がより効果的になることも考えられるはずである。本文はこのことについて考察した結果の報告である。

2. 年最大洪水流量の変動特性

年最大洪水流量 x を対数変換した変量 $y = \ln x$ はほぼ正規分布をすることが経験的に知られているので、以下ではこの変量 y について検討する。ただし、元の変量 x の平均値 μ_x 、標準偏差 σ_x とすると、 y のそれら μ_y 、 σ_y とし、次の関係が成立している。

$$\mu_x = \exp(\mu_y + \frac{1}{2}\sigma_y^2) \quad \dots (1)$$

$$\sigma_x^2 = \{\exp(\sigma_y^2) - 1\} \exp(2\mu_y + \sigma_y^2) \quad \dots (2)$$

ここで、確率変数 y の変動係数 v_y は、

$$v_y = \sigma_y / \mu_y \quad \dots (3)$$

で定義される。しかし、一水系については上流から下流までの多くの地点で (3) 式で与えられる変動係数を求めるのに必要の資料がえられなかった。そこで、建設省河川局発行の多目的ダム管理年報から、全国 38 か所の多目的ダム地点に

おける年最大 1 時間平均流量のデータを用い、昭和 33 年から昭和 49 年 (昭和 39 年と昭和 44 年を除く) について、 μ_y 、 σ_y を対数確率紙を用いて図解的に求めて、 σ_y / μ_y と流域面積 A との関係を示したものが図-1 である。図では気候区ごとに示しておき、また、丸山は木曽川水系で上流部に多くのダムがあり、七川、宮川は紀伊半島の河川に、内場、長柄は香川県で少雨域に属しており、やや特殊な環境とも考えられる。水系を異にする多目的ダムの資料ではあるが、北上川、最上川、利根川、旭川、小丸川水系では二つ以上の地点が含まれていることを勘案すると、一水系内においても、この図と同様に支川ほど (集水面積が小さいほど) 年最大洪水流量の変動係数が大であるといえる。

3. 上・下流における危険度の比較

河川流域は、Horton - Strahler の方法によって ordering ができ、地形則が成立することが認められている。このことは、一水系の中で同一の order に属する支川流域は地形的にも hydrological にもほぼ同等であることを意味

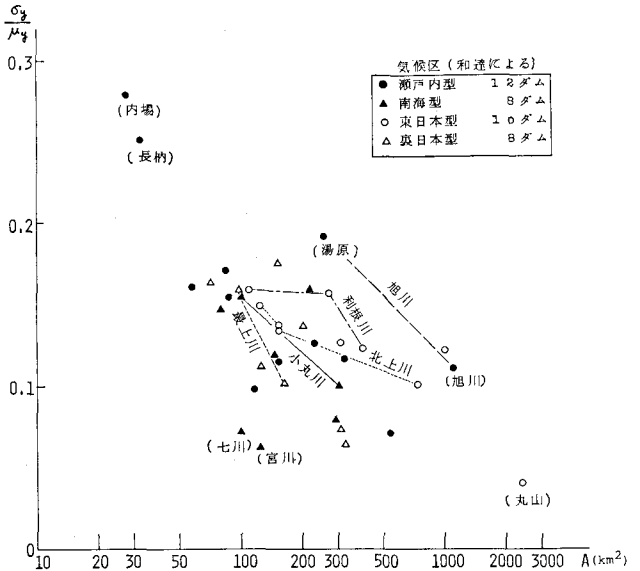


図-1 多目的ダムにおける年最大洪水流量の変動係数

している。こゝに前提として、図-2に示すような上流部の①地区と下流部の②地区の水害の危険度を考えてみる。まず、①地区は order i の河道に接しているから、order i の未満の河道からの水害を内水障害に含めると、この地区での水害は内水と order i の河道からの外水(i)とに基因する。そこで、内水対策で対象とした出水の return period を T_0 、order i の河道の堤防計画で対象とした出水を T_i とすると、①地区が水害を受ける確率 $1/T_1$ は、簡単のため内水と外水とを互に独立事象と仮定すると、次式となる。

$$\frac{1}{T_1} = \frac{1}{T_0} + (1 - \frac{1}{T_0}) \cdot \frac{1}{T_i} \quad \dots (4)$$

つぎに、下流部の②地区は order n の河道に接するとともに、order n ($n > i$) の河道にも接している。よって、図示のように、水害は内水、外水(i)、外水(n)に基因する。こゝからうち前者は①地区における同じであるから、こゝらによる水害の確率は(4)式で与えられる。したがって、order n の河道の堤防計画で対象とした出水の return period を T_n とすると、②地区の水害確率は(5)式となる。

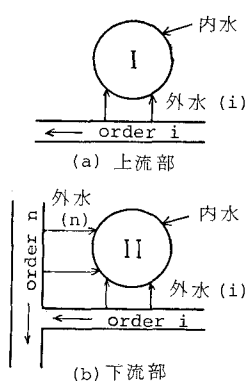


図-2 水害の方向 ($n > i$)

$$\frac{1}{T_2} = \frac{1}{T_1} + (1 - \frac{1}{T_1}) \cdot \frac{1}{T_n} \quad \dots (5)$$

①地区も②地区も同じ程度の安全性を保證することが当然と考えられるから、(5)式中の T_1 を(4)式の T_1 と同じ値とすると、 $T_n \rightarrow \infty$ として外水(n)による水害が絶対に起らないようにしなければならぬ。実際上は(5)式中の T_1 を(4)式より大きくとれば T_n を有限の値とすることができ、いづれにしても、(5)式は本川の下流ほど return period の大きい出水を対象として治水計画を立てることが、流域内での水害の危険度と同程度にすることが必要であることを意味している。

4. 計画対象洪水の return period と変動係数

前項において、本川の下流ほど計画対象洪水の return period を大きくすべきことを示したが、つぎにどの程度大きくすべきかが問題となる。現実問題としては地区の重要度や経済性等によつて決められようが、こゝでは前項までの議論のように、出水と河域地形の特性のみから一つの提案を試みる。

沖積地を流れる河川で、もし河川堤防がなければ bank-full discharge を越える出水があれば当然洪水が起る。そこで、流域内の各地点では、それぞれの地点での bank-full discharge の同じ倍数の出水が計画対象洪水とする場合を考えてみる。すなわち、bank-full discharge を x_b 、計画対象洪水流量を x_d とすると、すべ

$$\frac{x_d}{x_b} = C_d = \text{const.} \quad \dots (6)$$

て各地点で(6)式が成立するようにするわけである。一方、bank-full discharge は return period 2 年の洪水流量にほぼ等しいといわれているから、前記の μ_y が μ_2 に相当するとすると、上流部の①地区と下流部の②地区の間で、(7)、(8)式が成立する。また、(6)式の条件を置き換えると(9)式となる。

$$F(y_1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{y_1 - \frac{1}{\mu_1}} \exp(-t^2) dt, \quad Y_1 = y_1 / \mu_1 \quad \dots (7)$$

$$F(y_2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{y_2 - \frac{1}{\mu_2}} \exp(-t^2) dt, \quad Y_2 = y_2 / \mu_2 \quad \dots (8)$$

$$\frac{Y_2 - 1}{\mu_2} = \frac{Y_1 - 1}{\mu_1} \cdot \frac{\mu_1}{\mu_2} \quad \dots (9)$$

たとえば、図-1の旭川水系の湯原と旭川のダム地点を例として、湯原の $T_1 = 20$ 年とすると、 $\mu_{y1} = 5.4381$

$S_{y1} = 1.0436$ であり、旭川では $\mu_{y2} = 6.6464$ 、 $S_{y2} = 0.7380$ であるので、 $T_2 = 113$ 年と計算される。

5. おわりに

以上、降雨と河域地形の特性のみから、年最大洪水流量の変動特性は上流の支流ほど大きくなり、堤防等の治水施設は本川下流ほど大規模とすべき必然性があることを示すとともに、計画基準設定の一提案を行った。しかし現実の問題に対しては、地域の重要度、経済効果等を加味すべきことはいくまでもある。

(参考文献) 1) 石原・小栗 47: 河道網系における洪水の合成について、第29回土木学会年次講演会、昭和49年

2) Leopold, L. B. & others: Fluvial processes in geomorphology, W.H. Freeman and Company, 1964, p. 319